

مطالعه قابلیت اطمینان عملکردی سد بتنی دو قوسی کارون ۳

پیمان شادمان حیدری^۱

روح الله احمدی جزنی*^۲

چکیده

این مقاله به دنبال طراحی و شکل دادن یک روش برای تحلیل قابلیت اطمینان عملکردی سد بتنی دو قوسی است. ابتدا روش شبه تحریک برای تحلیل به کار گرفته شد تا مشخصه‌های احتمالی سد بتنی تحریک شده تحت بارگذاری لرزه‌ای تصادفی محاسبه شود. ضمناً روش سطح پاسخ براساس رگرسیون وزنی با آن روش ترکیب شده تا قابلیت اطمینان عملکردی بتنی دو قوسی محاسبه شود. در نهایت با توجه به داده‌های یک نمونه تصادفی، یک عدد در نظر گرفته شد تا همگرایی و پایداری این روش صحت‌سنجی و تحلیل شود. روش ارائه شده در این تحقیق برای منطقه طرح کارون ۳ که از لحاظ زلزله‌خیزی جزء مناطق با خطر زلزله خیلی زیاد بوده مورد استفاده قرار می‌گیرد.

واژه‌های کلیدی

سد بتنی، بار تصادفی، قابلیت اطمینان عملکردی، روش شبه تحریک.

۱. عضو هیئت علمی گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق، تهران، ایران

۲.* عضو هیئت علمی گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق، تهران، ایران roohollahmady@yahoo.co.uk

مقدمه

هدف اصلی این تحقیق تحلیل قابلیت اطمینان، به دست آوردن ساختاری برای پاسخ‌های احتمالی سیستم‌های سازه‌ای با پارامترهای طراحی نامعلوم مانند بارگذاری، پارامترهای مکانیکی (مانند مقاومت، مدول الاستیک، نسبت پواسون و غیره) و ابعاد هندسی سازه است. در بین روش‌های موجود، روش سطح پاسخ (RSM) یک ابزار قدرتمند است (لیو^۱ و همکاران، ۱۹۹۴). نظریه و روش‌های RSM به طرز قابل توجهی در طی بیست سال اخیر توسعه یافته است. همچنین از جهت نظری، این حوزه به مرحله‌ای رسیده است که در آن روش‌های مناسبی توسعه یافته و در حال گسترش است. روش RSM به کار رفته برای تحلیل سازه‌های بزرگ همچنان یک موضوع پیچیده و دشوار است. یون و چویی^۲ (۲۰۰۴) روش هیبرید ارزش متوسط (HNV) را برای RBDO پایدار و بسیار پربازده و با ارزیابی قیود احتمالی به طور مؤثر ارائه دادند. گوپتا و مانوهار^۳ (۲۰۰۴) روش سطح پاسخ را برای مطالعه شدت تنش‌های فن میسر در سازه‌های غیرخطی تحت تحریک گاوسی به کار بردند. وونگ^۴ و همکاران (۲۰۰۵) یک رویکرد طراحی سازگار برای حل این مشکل پیشنهاد دادند که در هنگام اعمال بارگذاری متوالی در تحلیل NLFE، پاسخ تحلیل قابلیت اطمینان همگرا شود و پیشنهاداتی برای بهبود RSM ارائه دادند. جیانگ^۵ و همکاران (۲۰۰۶) روشی را برای اصلاح ضرایب نامعین سطح پاسخ، ارائه کردند. جین ویلیان و یوان^۶ (۲۰۰۷) یک روش سطح پاسخ بر اساس کمترین مربعات مکانیزم برداری (LS-SLM) ارائه دادند که در پی تحلیل مسائل قابلیت اطمینان با تابع عملکرد ضمنی بود. چاباه^۷ (۲۰۰۷) برای بهینه‌سازی پارامترهای شکل دهی لوله با آب برای کاهش عیوبی که می‌توانست در پایان فرآیند شکل‌دهی رخ دهد، مانند گلوبی شدن و چین خوردن توسط RSM روشی را ارائه داد. چنگ^۸ و همکاران (۲۰۰۸) یک شبکه

عصبی مصنوعی جدید (ANN) براساس روش پاسخ سطح در ارتباط با روش طراحی واحد برای پیش بینی احتمال شکست سازه‌ها معرفی کردند. گاوین و یآو^۹ (۲۰۰۸) با استفاده از چند جمله‌ای‌های مرتبه بالا در محدوده تقریبی مناسب به طور دقیق‌تر، برای الگوریتم‌هایی که اخیراً ارائه شده، تشریح کردند و بر نقاط نمونه‌های تصادفی طوری متمرکز می‌شوند تا دقت درجه دوم روش پاسخ سطح تصادفی (SRSM) را بهبود بخشد. ژو^{۱۰} و همکاران (۲۰۰۸) یک روش شبیه‌سازی دقیق و پربازده مونت‌کارلو را برای تحلیل قابلیت اطمینان مبتنی بر وضعیت محدود در سطوح مؤلفه و کل سیستم، با استفاده از یک تقریب سطح پاسخ تابع شاخص شکست، ارائه دادند. نگویان^{۱۱} و همکاران (۲۰۰۹) یک طرح سازگار طراحی عددی را ارائه دادند که در آن سطح پاسخ متناسب با تکنیک رگرسیون خطی بود و امکان سنجش وزن نقاط برازش شده را براساس فاصله آن‌ها از سطح شکست واقعی و نقطه طراحی پیش‌بینی شده، فراهم می‌آورد.

با این حال تا به امروز، اغلب روش‌های قابلیت اطمینان از قبیل روش قابلیت اطمینان مرتبه اول (FORM) (هونگ^{۱۲} و همکاران، ۱۹۹۷)، روش قابلیت اطمینان مرتبه دوم (SORM) (هونگ و همکاران (۱۹۹۷) و کیورین^{۱۳} و همکاران (۱۹۹۸))، روش رگرسیون وزنی (WRM) (کویلوگلو و نیلسن^{۱۴} (۱۹۹۴) و کیو و ارازم^{۱۵} (۲۰۰۴)) و روش رگرسیون وزنی کاهش یافته (SRWRM) (ژائو^{۱۶} و همکاران (۲۰۰۶) و ترینانتافیلوپولوس^{۱۷} (۲۰۰۶)) نمی‌توانند برای تحلیل سازه‌های بزرگ به کار روند و این روش‌های سنتی قابلیت اطمینان کارآمدی مناسب را ندارند. همچنین تابع حدی معمولاً در هنگام استفاده از روش المان محدود (FEM) برای تحلیل دقیق سازه‌ها، ضمنی بوده و صریح نیست. این موضوع منجر به دشواری در دستیابی به تابع حدی برای متغیرهای پایه‌ای تصادفی

10 Zou
11 Nguyen
12 Hong
13 Kiureghian
14 Koyluoglu & Nielsen
15 Qiu & Orazem
16 Zhao
17 Triantafyllopoulos

1 Liu
2 Youn & Choi
3 Gupta & Manohar
4 Wong
5 Jiang
6 Jin & Yuan
7 Chebbah
8 Cheng
9 Gavin & Yau

این الگوریتم را برای تحلیل احتمالاتی سازه‌های با دهانه بزرگ مانند پل‌های با دهانه بلند، تیرهای غیریکنواخت و غیره به کار بستند. محققان دیگر، مجموعه‌هایی از الگوریتم‌ها را برای بهبود و توسعه روش شبه تحریک انجام دادند. ژو^۳ و همکاران (۱۹۹۸) یک الگوریتم جدید برای تحلیل ضربه پل‌های با دهانه بزرگ ارائه کردند که اصولاً توسط یک رویکرد المان محدود کامل و یک روش شبه تحریک صورت می‌گرفت و این الگوریتم را برای انطباق با تحلیل ضربه‌ای پل معلق سینگما (ژو و همکاران، ۲۰۰۰) و تحلیل ارتعاشی سازه‌های تحریک شده با باد (ژو و همکاران، ۱۹۹۹) استفاده کرد. بعد از آن، ژو (۱۹۹۹ و ۲۰۰۲) و ژنگ^۴ و همکاران (۱۹۹۹) بر اساس روش شبه تحریک، حل دقیق برای پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های مجاور متصل شده به عملگرهای هیدرولیک با کنترلرهای خطی درجه دوم گاوسی (LQG) ارائه کردند.

در این مقاله، یک روش برای محاسبه قابلیت اطمینان عملکردی ارائه شده است که جابه‌جایی در بالای سد بتنی دو قوسی را مشخص می‌کند. روش شبه تحریک و روش سطح پاسخ بر اساس رگرسیون وزنی با تحلیل قابلیت اطمینان عملکردی سد بتنی دو قوسی ترکیب می‌شود. در نهایت، با مشخصات هندسی، لرزه خیزی محل احداث کارون ۳ روش قابلیت اطمینان عملکردی به کار گرفته می‌شود تا همگرایی و پایداری روش پیشنهادی را اعتبارسنجی کند.

روش تحلیلی برای قابلیت اطمینان عملکردی

مقدمه کوتاهی بر روش شبه تحریک

در زمان $t \in T$ ، تابع خودهمبستگی فرآیند تصادفی ثابت $X(t)$ با رابطه زیر مشخص می‌شود:

$$R_{xx}(\tau) = E[x(t)x(t+\tau)] = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} x(t)x(t+\tau)dF(x,t;x,t+\tau) \quad (1)$$

که در آن $E(\#)$ مقدار امید آماری $\#$ است. جفت‌های تبدیل فوریه شامل تابع چگالی خود طیفی $S_{xx}(f)$ و تابع خود همبستگی $R_{xx}(t)$ است که می‌تواند به صورت زیر نوشته شود:

می‌شود. از سوی دیگر، برای حل محدودیت‌های بالا، برخی روش‌های قابلیت اطمینان، تابع سطح پاسخ چندجمله‌ای را متناسب با تابع حدی به کار می‌برند، اما تعداد متغیرهای تصادفی پایه در هنگام تحلیل سازه‌های بزرگ‌تر، بسیار زیاد است و این روش‌های قابلیت اطمینان، به نقاط تجربی زیادی برای استفاده ضرایب نامعین متغیرهای تصادفی پایه نیاز دارند. بنابراین، در حین فرآیند، بازدهی و پایداری این روش‌ها بسیار پایین است. حتی در برخی از سازه‌های بزرگ، به دست آوردن نقاط تجربی کافی، ناممکن است. بنابراین، اغلب روش‌های قابلیت اطمینان تنها می‌توانند برای تحلیل سازه‌های کوچک‌تر به کار روند.

عموماً پذیرفته شده است که اغلب روش‌های منطقی در برخورد با مسائل تحریک متعدد، رویکردی متناسب با ارتعاشات تصادفی دارند. در بین تحقیقات بسیار، تحقیقات کار کیورین (۱۹۹۲) و ارنستو^۱ (۱۹۹۴) قابل توجه است. آن‌ها تماماً کارهای تحقیقاتی خود را بر تحلیل ارتعاشی سازه‌های با دهانه بزرگ بر اساس رویکرد ارتعاشات تصادفی معطوف کردند. با این حال، در حل معادلات دیفرانسیلی تصادفی با درجات بالا، تلاش‌های آن‌ها بی‌ثمر ماند. در مقایسه با این الگوریتم‌ها، لین^۲ (۱۹۹۲) یک روش شبه تحریک پیشنهاد داد که یک مجموعه الگوریتم دقیق و پر بازده برای تحلیل پاسخ تصادفی ثابت با سازه‌های خطی بود تا با پاسخ‌های دینامیک سازه‌ها با توجه به تحریک‌های ارتعاشی تصادفی سروکار داشته باشد. در این روش، تعیین پاسخ تصادفی سازه خطی منجر به تعیین پاسخ سازه تحت مجموعه‌ای از بارهای هارمونیک شد. با استفاده از این مجموعه الگوریتم‌ها، دشواری‌های ذکر شده در محاسبات پاسخ تصادفی ثابت سازه‌های با دهانه بزرگ، به طور رضایت بخشی تقلیل شد. لین و همکاران (۱۹۹۷) بر اساس این الگوریتم پاسخ‌های تصادفی غیر ثابت از سازه‌های خطی را با توجه به تحریک تصادفی اصلاح شده تحلیل کردند. نتیجه تحلیل‌ها آن بود که تحریک تصادفی ابتدا به یک شبه تحریک تبدیل شود تا معادلات حرکت را ایجاد کند و سپس بوسیله روش یکپارچه سازی مستقیم تصحیح شده با دقت بالا حل شوند. علاوه بر این، لین و همکاران (۲۰۰۱) روش شبه تحریک معکوس را در خصوص مسائل شناسایی بارگذاری توسعه دادند. سپس، لین و همکاران (۱۹۹۵ و ۲۰۰۴)

$$\tilde{y}_1^* \tilde{y}_2 = H_1 \sqrt{S_{xx}} e^{-i\omega t} \cdot H_2 \sqrt{S_{xx}} e^{i\omega t} = H_1^* S_{xx} H_2 = S_{y_1 y_2} \quad (10)$$

$$\tilde{y}_2^* \tilde{y}_1 = H_2^* S_{xx} H_1 = S_{y_2 y_1} \quad (11)$$

از تحلیل ذکر شده باید ذکر شود که:

$$S_{yy} = \{\tilde{y}\}^* \cdot \{\tilde{y}\}^T \quad (12)$$

$$S_{xy} = \{\tilde{x}\}^* \cdot \{\tilde{y}\}^T \quad (13)$$

$$S_{yx} = \{\tilde{y}\}^* \cdot \{\tilde{x}\}^T \quad (14)$$

بنابراین می‌توان به دست آورد که:

$$S_{ff} = |\tilde{f}|^2, S_{VV} = |\tilde{V}|^2 \quad (15)$$

که در آن، f و V به ترتیب عبارتند از نیروی داخلی و جابه‌جایی.

روش محاسبه مشخصه‌های احتمالاتی

در اینجا، تمام متغیرهای تصادفی فرض شده‌اند که از توزیع گاوسی پیروی می‌کنند. چرا که دیگر انواع توزیع می‌تواند به سادگی به قالب گاوسی درآید و توزیع گاوسی بطور فراوان در تحلیل متغیرهای تصادفی به کار می‌رود.

زمانی که سد توسط بار استاتیکی و لرزه‌ای تصادفی تحریک می‌شود، جابه‌جایی المان سد، متغیر تصادفی است. از تحلیل استاتیکی سد، مقدار امید آماری $E(V_k)$ مربوط به جابه‌جایی المان k به دست می‌آید. و واریانس $D(V_k)$ جابه‌جایی المان k می‌تواند به صورت زیر به دست آید.

معادله ارتعاش سد وزنی به صورت زیر تعیین میشود:

$$M\ddot{V} + C\dot{V} + KV = F(t) \quad (16)$$

که در آن، \ddot{V} و \dot{V} و V به ترتیب، شتاب، سرعت و جابه‌جایی گره‌ها در مدل سد است. K ، C و M نیز به ترتیب، ماتریس سختی، ماتریس میرایی و ماتریس جرمی مدل سد هستند. $F(t)$ بار لرزه‌ای تصادفی است.

از معادله (۱۶) باید ذکر شود که سد وزنی تحت بار لرزه‌ای یک سیستم خطی است. بنابراین، روش شبه تحریک می‌تواند در سیستم ذکر شده به کار رود.

شبه تحریک به صورت زیر ایجاد می‌شود:

$$F(t) = \sqrt{S_f(\omega)} e^{i\omega t} \quad (17)$$

$$S_{xx}(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_{xx}(\tau) e^{-2\pi i f \tau} d\tau \quad (2)$$

$$R_{xx}(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{xx}(f) e^{2\pi i f \tau} df \quad (3)$$

از معادلات فوق می‌توان مشاهده کرد که:

$$E_{xx}^2 + D_{xx}^2 = R_{xx}(0) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{xx}(f) df \quad (4)$$

که در آن E_{xx} و D_{xx}^2 مقدار امید آماری و واریانس $x(t)$ است، وقتی که $E_{xx}=0$ ، D_{xx}^2 می‌تواند از $S_{xx}(f)$ به دست آید.

روش شبه تحریک روشی عددی برای $S_{xx}(f)$ بوده و قاعده اصلی روش شبه تحریک در شکل (۱) نشان داده شده است.

سیستم خطی تحت تحریک نقطه‌ای و تحریک تصادفی ثابت $x(t)$ ، طیف توان پاسخ آن به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$S_{yy}^2 = |H|^2 S_{xx} \quad (5)$$

این رابطه در شکل (۱-الف) نشان داده شده است، مفهوم تابع پاسخ فرکانس H مطابق شکل (۱-ب) است. زمانی که تحریک هارمونیک $e^{i\omega t}$ نقطه‌ای در سیستم خطی اعمال می‌شود، پاسخ مربوطه برابر $y=He^{i\omega t}$ است. لازم به ذکر است که شبه تحریک توسط تحریک ایجاد می‌شود به طوری که $e^{i\omega t}$ در ثابت $\sqrt{S_{xx}}$ ضرب می‌شود. شبه تحریک به صورت زیر است:

$$\tilde{x}(t) = \sqrt{S_{xx}} e^{i\omega t} \quad (6)$$

پاسخ می‌تواند در ثابت مشابهی ضرب شود. این در شکل (۱-ج) نشان داده شده است. کماکان (#) را برای نشان دادن شبه پاسخ مربوطه متغیر (#) به کار می‌بریم. باید ذکر شود که از شکل (۱-۱) ج) داریم:

$$\tilde{y}^* \tilde{y} = |\tilde{y}|^2 = |H|^2 S_{xx} = S_{yy} \quad (7)$$

$$\tilde{x}^* \tilde{y} = \sqrt{S_{xx}} e^{-i\omega t} \cdot \sqrt{S_{xx}} e^{i\omega t} = S_{xx} H = S_{xy} \quad (8)$$

$$\tilde{y}^* \tilde{x} = \sqrt{S_{xx}} e^{-i\omega t} H^* \cdot \sqrt{S_{xx}} e^{i\omega t} = H^* S_{xx} = S_{yx} \quad (9)$$

که در آن (#) مزدوج (#) است.

اگر دو شبه پاسخ y_1 و y_2 نشان داده شده در شکل (۱-د) را در نظر بگیریم، می‌توان مشاهده کرد که:

و $P_k(I)$ می‌تواند از روش سطح پاسخ بر اساس رگرسیون وزنی به دست آید. می‌توان بیان کرد که:

$$P_k(I) = P(D(V_k) \leq D_0(V_k)) \quad (23)$$

در نهایت، قابلیت اطمینان عملکردی $P(V_k < L)$ باید از روند بالا بدست می‌آید.

مثال عددی برای سد بتنی دو قوسی کارون ۳

سد کارون ۳ یکی از بزرگ‌ترین سدهای ایران است، که بر روی رودخانه کارون در جنوب غربی ایران احداث شده است. ساختگاه سد و نیروگاه کارون ۳، در ۲۸ کیلومتری شرق شهرستان ایذه و در فاصله ۶۱۰ کیلومتری مصب رودخانه کارون در شمال شرقی استان خوزستان است. کارگاه کارون ۳ از ابزار دقیق متنوعی جهت رفتارنگاری سازه‌های مختلف مورد استفاده قرار گرفته است. برخی از این ابزار دقیق در زمان اجرا، نصب و مورد بهره‌برداری قرار گرفتند. از این جمله ترموکوپل، ترمومتر، درزسنج و شیب‌سنج‌های بدنه سد و همچنین اکستنسومتر، نیروسنج و بین‌های همگرایی در مجموعه نیروگاه است. سایر ابزار دقیق بدنه سد همگام با پیشرفت پروژه و با توجه به پیش‌نیازهای مربوطه قبل از آبیگری مخزن نصب و قرائت صفر آنها انجام شده است. قرائت این ابزار در دوره آبیگری بسیار فشرده بوده و کلیه ابزار به صورت روزانه قرائت می‌شوند. ابزار دقیق بدنه سد شامل شیب‌سنج، پاندول، ترمومتر، درزسنج، پیزومترهای الکتریکی و کاساگرانده، فشار برخواستی و اکستنسومترها است. در حال حاضر تمامی ابزار دقیق نصب شده در بدنه سد، رفتار بدنه و تکیه‌گاه‌ها و پرده آب‌بند را به خوبی مونیتورینگ می‌کند. سد بتنی دو قوسی کارون ۳ دارای طول تاج برابر ۴۶۲ m است. ارتفاع از پی برابر ۲۰۵ متر، ارتفاع از بستر برابر ۱۸۵ و حجم مخزن سد ۳ میلیارد متر مکعب می‌باشد. عرض پی ۲۹/۵ متر، عرض تاج ۵/۵ متر و عمق سطح آبیگر شمال (NPL) ۱۴۵m است. عمق سطح آب پشت سد ۱۵m است. ارتفاع سطح شیب خط شکسته بالادست و پایین دست نسبت به صفحه پایه به ترتیب ۷۰m و ۱۳۰m است. مقاومت بتن سد وزنی ۲۰ نیوتن بر میلی متر مربع است. نسبت میرایی سد $\xi=0.05$ است. چگالی پایه سنگی $\rho=2750 \text{ kg/m}^3$ و نسبت پواسون آن $\nu=0.25$ است. و نیز پارامترهای $\alpha=0.9$

که در آن $F(t)$ و $Sf(w)$ به ترتیب، شبه تحریک و چگالی طیف توان بار ارتعاشی تصادفی هستند.

$$S_{xx} \Rightarrow H(w) \Rightarrow S_{yy} = |H|^2 S_{xx} \quad \text{الف}$$

$$x = e^{i\omega t} \Rightarrow H(w) \Rightarrow y = H e^{i\omega t} \quad \text{ب}$$

$$\tilde{x} = \sqrt{S_{xx}} e^{i\omega t} \Rightarrow H(w) \Rightarrow \tilde{y} = \sqrt{S_{xx}} H e^{i\omega t} \quad \text{ج}$$

$$\tilde{x} = \sqrt{S_{xx}} e^{i\omega t} \Rightarrow H(w) \Rightarrow \tilde{y}_1 = \sqrt{S_{xx}} H_1 e^{i\omega t}, \tilde{y}_2 = \sqrt{S_{xx}} H_2 e^{i\omega t} \quad \text{د}$$

شکل (۱): قاعده اساسی روش شبه تحریک

از روش شبه تحریک، چگالی طیف توان جابه‌جایی المان k به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$S_{V_k}(\omega) = \tilde{V}_k \times \tilde{V}_k^* \quad (18)$$

که در آن V_k شبه پاسخ جابه‌جایی المان k است. بنابراین، واریانس $D(V_k)$ جابه‌جایی المان k به صورت زیر بیان می‌شود:

$$D(V_k) = \int_0^{+\infty} S_{V_k}(\omega) d\omega \quad (19)$$

روش محاسبه قابلیت اطمینان عملکردی

جابه‌جایی المان k مدل سد وزنی بتنی به صورت قابلیت اطمینان عملکردی در نظر گرفته می‌شود و قابلیت عملکردی $P(V_k < L)$ می‌تواند به دو بخش تقسیم می‌شود و به صورت زیر بیان می‌شود:

$$P(V_k \leq L) = P_k(L | I) P_k(I) \quad (20)$$

که در آن L جابه‌جایی مورد نظر است. $P_k(I)$ احتمال تصادفی بودن مدول‌های الاستیک المان k و $P_k(L | I)$ احتمال شرطی المان k به شرط تصادفی بودن بار لرزه‌ای تحت شرط این مدول‌های الاستیک تصادفی است که در آن:

$$P_k(L | I) = \int_0^{+\infty} \int_{L-dL}^{L+dL} \frac{1}{\sqrt{2\pi D_0(V_k)}} \exp\left(-\frac{(L-E(V_k))^2}{2D_0(V_k)}\right) dL dD_0(V_k) \quad (21)$$

و در آن $D_0(V_k)$ واریانس هدف المان k است. می‌توان مشاهده کرد که این توصیف، تصادفی بودن بار لرزه‌ای را در نظر گرفته است. تابع حدی $g(x)$ به صورت متفاوت بین $D_0(V_k)$ و $D(V_k)$ تحت شرط مدول الاستیک تصادفی المان k است.

$$g(x) = P(D(V_k) - D_0(V_k)) \quad (22)$$

دارد. جهت اطمینان از روند ساخت مدل اجزاء محدود در نرم افزار ANSYS مدل مذکور با برنامه اجزاء محدود ABAQUS (۲۰۰۹) استفاده شده است. براساس نتایج بدست آمده از تحلیل‌های با نرم افزار مذکور صحت مدل‌سازی مورد تأیید قرار گرفت بطوری که اختلاف سطح تنش‌های فشاری و کششی و جابه‌جایی تاج سد در تحلیل‌های خطی توسط ANSYS و ABAQUS در حد ۷٪ بود. بارهای اعمال شده شامل بار وزن، فشار هیدرواستاتیک و فشار بالابرنده و بار لرزه‌ای هستند. مدول الاستیسته استاتیک و دینامیکی به ترتیب ۲۳GPa و ۳۱/۵GPa بوده است. سنگ پی در مدل اجزاء محدود بدون جرم فرض شده و ضریب پواسون، مدول الاستیسته استاتیکی و دینامیکی آن به ترتیب برابر ۷/۵ گیگا پاسکال و ۱۰ گیگا پاسکال در نظر گرفته شده است (چنگ و همکاران، ۲۰۰۸). در ساختگاه سد کارون ۳ فرکانس طبیعی برای حالت‌های مخزن خالی و مخزن پر به ترتیب ۱/۹۱ و ۱/۶۱ هرترز بدست آمده است. اساساً در هنگام وقوع زلزله، انرژی جنبشی زمین شامل موج‌های برشی، موج‌های سطحی و موج‌های فشاری از زوایا و جهت‌های متفاوت به سازه اعمال می‌گردد ولی بیشترین جنبش لرزه‌ای زمین در دوره‌های لرزه‌ای کمتر از ۱ ثانیه، عمدتاً ناشی از موج‌های برشی است. در مطالعات لرزه‌خیزی جامعی که برای ساختگاه سد کارون ۳ انجام شده است، سطوح لرزه‌ای بصورت سطح زلزله پایه طراحی (DBL)، سطح زلزله حداکثر طراحی (MDL) و سطح زلزله حداکثر محتمل (MCL) جهت ریسک خطر زمین لرزه تعریف شده‌اند. با توجه به اهمیت بالای سدها، معمولاً زلزله‌های سطح پایه طراحی (DBL) و حداکثر محتمل (MCL) به ترتیب به عنوان بارگذاری‌های غیرعادی و فوق العاده در نظر گرفته می‌شوند. مشخصات منظور شده برای بتن بدنه شامل جرم حجمی 2400 Kg/m^3 ، ضریب پواسون ۰/۱۷ در این مطالعه المان‌های تشکیل دهنده مدل مخزن از نوع FLUID29 است. طول مدل مخزن حدود سه برابر ارتفاع سد در نظر گرفته شد. تعداد کل المان‌های به کار رفته برای مدل‌سازی مخزن ۲۸۰۰ عدد می‌باشد. مدل مخزن در این مطالعه از چهار قسمت شامل (۱) مجموعه المان‌های در تماس با بدنه اصلی سد، (۲) مجموعه المان‌های پیرامونی مخزن در تماس با پی، (۳) مجموعه المان‌های انتهای مخزن و (۴) مجموعه المان‌های میانی تشکیل شده است. نوع المان‌های در

$\beta=0.1$ هستند. شکل‌های (۲) و (۳) جانمایی موقعیت رود کارون و سد کارون ۳ را نشان می‌دهند.



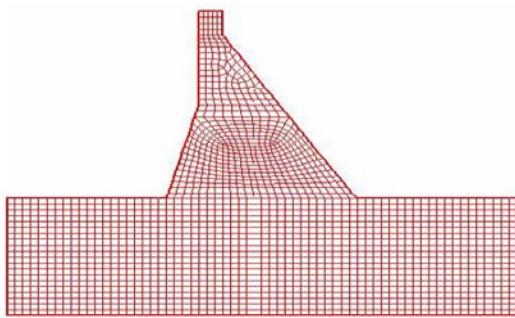
شکل (۲): نمایی موقعیت رود کارون و سد کارون ۳



شکل (۳): نمایی مخزن سد کارون ۳

مدل المان محدود سد وزنی به ۲۴۳۲ المان تقسیم شده است. مدل شامل المان‌های مسطح با پارامترهای یکسان ۸ گره‌ای برای سد و پایه است که از المان PLANE82 که در یک لایه قرار دارند تشکیل شده است. در شکل (۵) مقطع حداکثر بدنه کارون ۳ که برای تحلیل‌های این مطالعه انتخاب شده است به همراه مدل اجزاء محدود ساخته شده در محیط نرم‌افزار ANSYS نشان داده شده است. حداکثر شتاب در سطوح مختلف لرزه‌ای کارون ۳ فوق به شرح ارائه شده در جدول (۱) تخمین زده شده است. لازم به ذکر است با توجه به اینکه سد بتنی می‌باشد و بصورت بلوک‌های مجزا ساخته می‌شود رفتار آن را می‌توان با تقریب مناسب بصورت مسطح در نظر گرفت. جهت بررسی تأثیر متقابل سد و پی، پی در هر طرف تا حدود ۱/۵ برابر ارتفاع سد مدل شده است و تمامی گره‌های واقع در مرزهای طرفین سد و پی بصورت کامل مقید شده است. در هر گره سه درجه آزادی

اضافی و مدت زمان حرکت زمین هستند. N و Δt نیز به ترتیب، تعداد مجموعه‌های مثلثاتی و گام زمانی هستند. بنابراین باید ملاحظه شود که قابلیت اطمینان عملکردی $P(V_k < L)$ به صورت قابلیت اطمینان برای جابه‌جایی بالای سد وزنی در نظر گرفته می‌شود. و جابه‌جایی بالای سد به صورت قابلیت اطمینان عملکردی کلی سد بتنی فرض می‌شود. مدل سد بتنی در شکل (۵) نشان داده شده است. توزیع احتمالاتی کل پارامترهای تصادفی هر المان در جدول (۲) قابل مشاهده است.



شکل (۵): مشخصات هندسی و مصالح سد و پایه آن

جدول (۲): توزیع احتمالاتی تمام پارامترهای تصادفی هر المان

مدول الاستیک پایه سنگی		
توزیع احتمالاتی	مقدار مورد انتظار (pa)	ضریب تغییرات
توزیع نرمال	4.10E+10	0.1
مدول الاستیک سد		
توزیع احتمالاتی	مقدار مورد انتظار (pa)	ضریب تغییرات
توزیع نرمال	3.55E+10	0.1

نتایج و توضیحات

نتیجه $P_k(I)$ سد بتنی در جدول (۳) نشان داده شده است. نتیجه قابلیت اطمینان عملکردی $P(V_k < L)$ سد بتنی در جدول (۴) آمده است. روند تکراری ضریب انحراف در نمودار (۱) آمده است. ارتباط بین واریانس هدف $D_0(V_k)$ و احتمال $P_k(I)$ در نمودار (۲) نشان داده شده است. رابطه بین جابه‌جایی هدف و احتمال شرطی $P_k(L|I)$ در نمودار (۳) نشان داده شده است. رابطه بین جابه‌جایی هدف L و قابلیت اطمینان عملکردی $P(V_k < L)$ در نمودار (۴) نشان داده شده است.

نظر گرفته شده برای هر یک از این قسمت‌ها با هم مشابه بوده ولی ویژگی‌های این المان‌ها نظیر میزان جذب، عبور و انعکاس امواج با هم متفاوت است. در المان‌های مجاور سازه سد اندرکنش بین سازه و سیال فعال شده است. در ضمن میزان انعکاس امواج ۱۰۰ درصد (صفر درصد جذب) در نظر گرفته شده است. همچنین گره‌های المان‌ها بر هم منطبق شده‌اند و نفوذ جریان از بین رفته است. در این مطالعه از اندرکنش بین مخزن و پی صرف نظر شده است. بنابراین در این المان‌های پیرامونی بر خلاف المان‌های در تماس با سازه، اندرکنش بین سیال و سازه منظور نشده است. در این المان‌ها میزان انعکاس امواج در مرز ۸۰ درصد فرض شده است. با توجه به اینکه در واقعیت طول مخزن تا بی‌نهایت ادامه دارد و لازم است مرز انتهای دور مخزن در مدل به گونه‌ای مانع از برگشت امواج به داخل سیستم گردد، بنابراین درصد انعکاس امواج در المان‌های واقع در لایه انتهای مخزن صفر (میزان جذب ۱۰۰ درصد) منظور شده است. برای فراهم نمودن داده‌های مورد نیاز جهت آموزش مدل SVM تحلیل‌های مختلفی صورت پذیرفته است که در جدول (۱) لیست و جزئیات آن ارائه گردیده است.

جدول (۱): حداکثر شتاب زمین برای مؤلفه‌های افقی و قائم

EARTH QUAKE LEVEL	horizontal	vertical
Design Basis Level (DBL)	0.18 g	0.28 g
Maximum Design level (MDL)	0.22 g	0.35 g
Maximum Credible level (MCL)	0.26 g	0.49 g

چگالی طیفی توان بار لرزه‌ای بر اساس رابطه زیر بدست می‌آید:

$$S_f(\omega_k) = \frac{2\xi}{\pi\omega_k} [S_a^T(\omega_k)]^2 \frac{1}{-2\ln\left(-\frac{\pi}{\omega_k T_d} \ln p\right)} \quad (24)$$

$$\begin{cases} \Delta\omega = 2\pi/T_d \\ \omega_k = \Delta\omega_k \quad k=1,2,3,\dots,N \\ N = T_d/\Delta t \end{cases}$$

که در آن، $S_a^T(\omega_k)$ و ξ به ترتیب طیف پاسخ و نسبت میرایی هستند؛ p ($p \leq 0.15$) و T_d به ترتیب احتمال طیف پاسخ

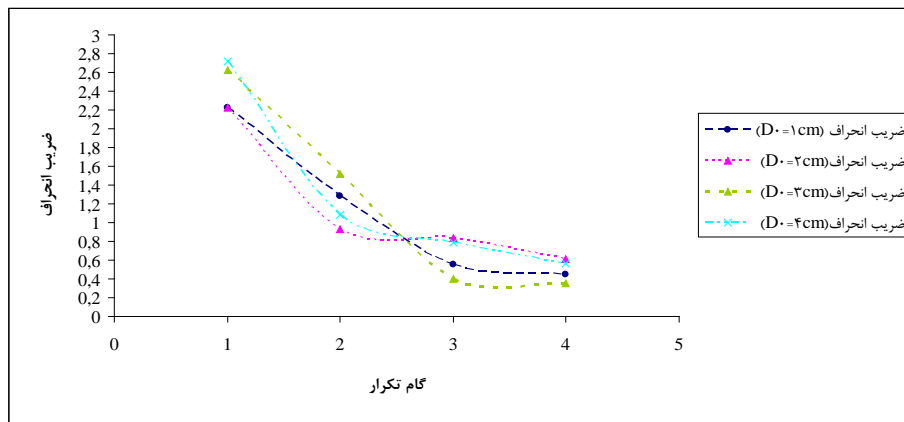
در هر گام تکرار، تنها ۱۰۰ نقطه تجربی برای تقریب تابع حالت حدی ضمنی $g(x)$ به کار گرفته شد، در حالی که روش سطح پاسخ سنتی ۴۹۷۵ نقطه تجربی نیاز دارد. بنابراین، روش این مقاله فضای ذخیره سازی زیادی را فراهم می‌دارد و می‌تواند در تحلیل سازه‌های بزرگ مانند سد‌های بتنی دو قوسی به کار رود.

جدول (۴): نتیجه قابلیت اطمینان عملکردی $P(V_k < L)$ جابه جایی بالای سد بتنی دو قوسی کارون ۳

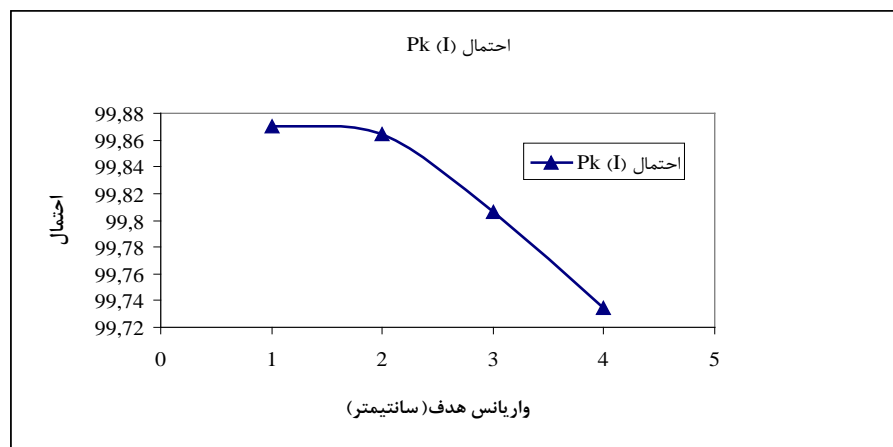
جابه جایی هدف $L(\text{cm})$	احتمال شرطی $P_k(L I)(\%)$	قابلیت اطمینان $P(V_k < L)(\%)$
5	99.392	99.278
10	99.681	99.531
15	99.755	99.661
20	99.953	99.714

جدول (۳): نتیجه $P_k(I)$ جابه جایی بالای سد بتنی دو قوسی کارون ۳

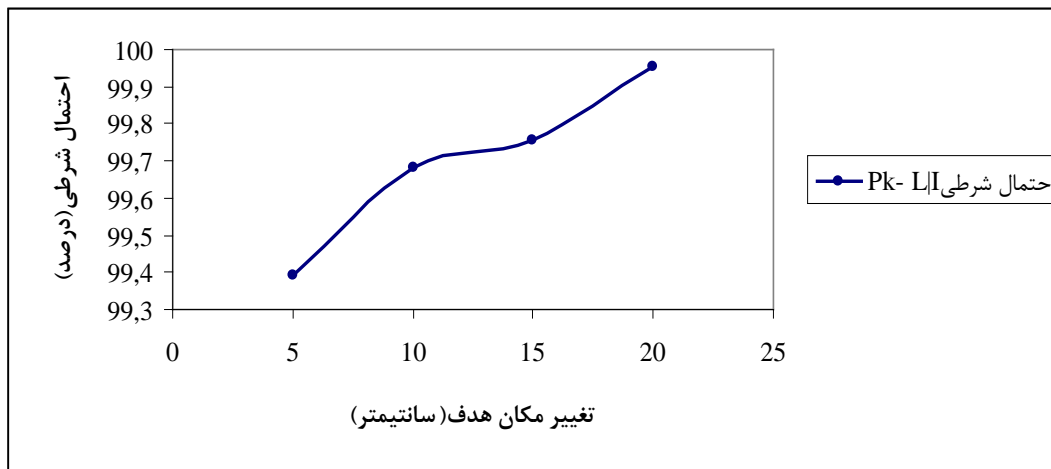
واریانس هدف $D_0(\text{cm})$	ضریب انحراف V_k	تعداد تکرار k	شاخص قابلیت اطمینان β	$P_k(I)=\phi(\beta)(\%)$
1	2.218388	1	3.388756	99.96489
	1.276537	2	3.149453	99.91821
	0.556995	3	3.018806	99.87311
	0.451164	4	3.01194	99.87021
2	2.219224	1	3.55005	99.98074
	0.930637	2	3.18209	99.92689
	0.837572	3	3.038806	99.88124
	0.610587	4	2.999701	99.86488
3	2.625662	1	3.322687	99.95542
	1.513791	2	3.014826	99.87144
	0.396925	3	2.935323	99.8334
	0.357234	4	2.888756	99.80662
4	2.722328	1	3.155025	99.91976
	1.080348	2	2.857015	99.78618
	0.78592	3	2.808657	99.75126
	0.564109	4	2.787363	99.73431



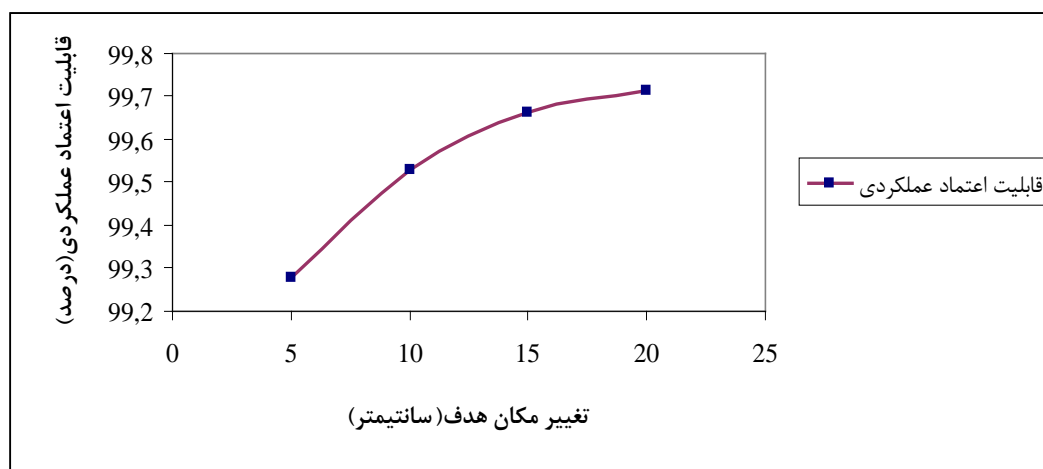
نمودار (۱): روند تکرار ضریب انحراف



نمودار (۲): ارتباط بین واریانس هدف $D_0(V_k)$ و احتمال $P_k(I)$



نمودار (۳): رابطه بین جابه جایی هدف L و احتمال شرطی $P_k(L|I)$



نمودار (۴): رابطه بین جابه جایی هدف L و احتمال شرطی $P_k(V_k < L)$

نتیجه گیری

در این مقاله، روشی برای محاسبه قابلیت اطمینان عملکردی بیان شد که با جابه جایی بالای سد دو قوسی بتنی کارون ۳ انجام گرفت. روش شبه تحریک و روش سطح پاسخ براساس رگرسیون وزنی ترکیب شدند تا قابلیت اطمینان سد بتنی تحلیل شود. در نهایت، یک نمونه آزمایش به کار گرفته شد تا همگرایی و پایداری روش پیشنهادی اعتبارسنجی و تحلیل شود. ضمناً نشان داده شد قابلیت اطمینان عملکردی سد بتنی دو قوسی کارون ۳ بالا است.

تشکر و قدردانی

مقاله حاضر، از نتایج طرح تحقیقاتی مصوب دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق حاصل شده است که بدین وسیله از

از نمودار (۱) می توان مشاهده نمود که نرخ همگرایی روش سطح پاسخ پیشنهادی براساس رگرسیون وزنی بالا است. فرآیند تکرار به صورت معمول در گام تکرار چهارم به پایداری می رسد. از نمودار (۲)، می توان مشاهده کرد که احتمال $P_k(I)$ با افزایش $D_0(V_k)$ کاهش می یابد و ذاتاً با نسبت عکس، نسبت به هم تغییر می کنند. از نمودار (۳) می توان مشاهده کرد که احتمال شرطی $P_k(I)$ و قابلیت اطمینان $P(V_k < L)$ با افزایش L افزایش می یابد و تغییر آن ها با هم به صورت آشکار، نسبت مستقیمی دارد. از جدول (۳) می توان مشاهده کرد که قابلیت اطمینان عملکردی کلی سد بتنی دو قوسی کارون ۳ وقتی که جابه جایی هدف برابر ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ سانتی متر است به ترتیب برابر ۹۹/۲۷۸٪، ۹۹/۵۳۱٪، ۹۹/۶۶۱٪ و ۹۹/۷۱۴٪ می باشد، که نشان دهنده ایمنی بالای سد بتنی دو قوسی کارون ۳ است.

10- Jiang, J. Q., Wu, C. G. and Song, C. Y. (2006). "Adaptive and Iterative Gene Selection Based on Least Squares Support Vector Regression." *Journal of Information & Computational Science*. 3, 443-451. doi:10.1109/GRC.2008.4664732

11- Jin, W. L. and Yuan, X. X. (2007). "Response Surface Method Based on LS-SVM for Structural Reliability Analysis." *Journal of Zhejiang University (Engineering Science)*. 41(1), 44-47.

12- Kiureghian, A. D. and Neuenhofer, A. (1992). "Response Spectrum Method for Multi-Support Seismic Excitation." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 21(1), 713-740. doi:10.1002/eqe.4290210805/abstract

13- Koyluoglu, H. U. and Nielsen, S. R. K. (1994). "New Approximations for SORM Integrals." *Structural Safety*. 13(4), 235-246. doi:10.1016/0167-4730(94)90031-0

14- Lin, J. H. (1992). "A Fast CQC Algorithm of PSD Matrices for Random Seismic Responses." *Computers & Structures*. 44(3), 683-687. doi:10.1016/0045-7949(92)90401-K

15- Lin, J. H., Guo, X. L., Zhi, H., Howson, W. P. and Williams, F. W. (2001). "Computer Simulation of Structural Random Loading Identification." *Computers and Structures*. 79(4), 375-387. doi:10.1016/S0045-7949(00)00154-1

16- Lin, J. H., Shen, W. P. and Williams, F. W. (1997). "Accurate High-Speed Computation of Non-Stationary Random Structural Response." *Engineering Structures*. 19(7), 586-593. doi:10.1016/S0141-0296(97)83154-9

17- Lin, J. H., Song, G. Z. and Sun, Y. (1995). "Non-Stationary Random Seismic Responses of Non-Uniform Beams." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 14(4), 301-306. doi:10.1016/0267-7261(94)00030-K

18- Lin, J. H., Zhang, Y. H., Li, Q. S. and Williams, F. W. (2004). "Seismic Spatial Effects for Long-Span Bridges. Using the Pseudo Excitation Method." *Engineering Structures*. 26(9), 1207-1216. doi:10.1016/j.engstruct.2004.03.019

19- Lin, J. H., Zhao, Y. and Zhang, Y. H. (2001). "Accurate and Highly Efficient Algorithms for Structural Stationary/Non-Stationary Random

حمایت‌های معاونت محترم پژوهشی آن واحد تشکر و قدردانی می‌شود.

مراجع

1- ABAQUS User's Manual Ver 6.1, for Revision 10.0, (2009).

2- ANSYS User's Manual, for Revision 10.0, (2010).

3- Chebbah, M. S. (2007). "Response Surface Method for the Rapid Design of Process Parameters in Tube Hydroforming." *Material Processing and Design*. 7, 455-460. doi:10.1063/1.2740853

4- Cheng, J., Li, Q. S. and Xiao R. C. (2008). "A New Artificial Neural Network-Based Response Surface Method for Structural Reliability Analysis." *Probabilistic Engineering Mechanics*. 23(1), 51-63. doi:10.1016/j.probengmech.2007.10.003

5- Der Kiureghian, A. and Dakessian, T. (1998). "Multiple Design Points in First and Second-Order Reliability." *Structural Safety*. 20(1), 37-49. doi:10.1016/S0167-4730(97)00026-X

6- Ernesto, H. Z. and Vanmarcke, E. H. (1994). "Seismic Random Vibration Analysis of Multi-Support Structural Systems." *Journal of Engineering Mechanics*. 120(5), 1107-1128. doi:10.1061/(ASCE)0733-9399(1994)120:5(1107)

7- Gavin, H. P. and Yau, S. C. (2008). "High-Order Limit State Functions in the Response Surface Method for Structural Reliability Analysis." *Structural Safety*. 30(2), 162-179. doi:10.1016/j.strusafe.2006.10.003

8- Gupta, S. and Manohar, C. S. (2004). "Improved Response Surface Method for Time Variant Reliability Analysis of Nonlinear Random Structures under Non-Stationary Excitations." *Nonlinear Dynamics*. 36(2-4), 267-280. doi:10.1023/B:NODY.0000045519.49715.93.

9- Hong, Y. J., Xing, J. and Wang, J. B. (1999). "A Second-Order Third-Moment Method for Calculating the Reliability of Fatigue." *International Journal of Pressure Vessels and Piping*. 76(8), 567-570.

- 28- Xu, Y. L., Sun, D. K., Ko, J. M. and Lin, J. H. (2000). "Fully Coupled Buffeting Analysis of Tsing Ma Suspension Bridge." *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. 85(1), 97-117. doi:10.1016/S0167-6105(99)00133-6
- 29- Xu, Y. L., Zhang, W. S., Ko, J. M. and Lin, J. H. (1999). "Pseudo- Excitation Method for Vibration Analysis of Wind-Excited Structures." *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. 83(1-3), 443-454. doi:10.1016/S0167-6105(99)00092-6
- 30- Youn, B. D. and Choi, K. K. (2004). "A New Response Surface Methodology for Reliability-Based Design Optimization." *Computers and Structures*. 82(2-3), 241-256. doi:10.1016/j.compstruc.2003.09.002.
- 31- Zhang, W. S. and Xu, Y. L. (1999). "Dynamic Characteristics and Seismic Response of Adjacent Buildings Linked by Dis-crete Dampers." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 28(10), 1163-1185. doi:/10.1002/(SICI)1096-9845(199910)28:10<1163::AID-EQE860>3.0.CO;2-0
- 32- Zhao, J. and Lu, Z. Z. (2006). "Response Surface Method for Re-liability Analysis of Implicit Limit State Equation Based on Weighted Regression." *Journal of Mechanical Strength*. 28(4), 512-516.
- Zou, T., Mourelatos, Z. P. and Tu, J. (2008). "An Indicator Response Surface Method for Simulation-Based Reliability Analysis." *Journal of Mechanical Design*. 130(7), 1-11. doi:10.1115/1.2918901
- Responses." *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 191(1-2), 103-111. doi:10.1016/S0045-7825(01)00247-X
- 20- Liu, Y. W. and Moses, F. (1994). "A Sequential Response Surface Method and Its Application in the Reliability Analysis of Aircraft Structural System." *Structural Safety*. 16(1-2), 39-46. doi:10.1016/0167-4730(94)00023-J.
- 21- Nguyen, X. S., Sellier, A., Duprat, F. and Pons, G. (2009). "Adaptive Response Surface Method Based on a Double Weighted Regression Technique." *Probabilistic Engineering Mechanics*. 24(2), 135-143. doi:10.1016/j.probengmech.2008.04.001
- 22- Qiu, C. C. and Orazem. M. E. (2004). "A Weighted Nonlinear Regression-Based Inverse Model for Interpretation of Pipeline Survey Data." *Electrochimica Acta*. 49(22-23), 3965-3975. <http://dx.doi.org/10.1016/j.electacta.2004.03.045>
- 23- Triantafyllopoulos, K. (2006). "Multivariate Discount Weighted Regression and Local Level Models." *Computational Sta-tistics & Data Analysis*. 50(12), 3702- 3720. doi:10.1016/j.csda.2005.07.003
- 24- Wong, S. M, Hobbs, R. E. and Onof, C. (2005). "An Adaptive Response Surface Method for Reliability Analysis of Structures with Multiple Loading Sequences." *Structural Safety*. 27(4), 287-308. doi:10.1016/j.strusafe.2005.02.001
- 25- Xu, Y. L. and Zhang, W. S. (2002). "Closed-Form Solution for Seismic Response of Adjacent Buildings with Linear Quadratic Gaussian Controllers." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 31(2), 235-259. doi:10.1002/eqe.107
- 26- Xu, Y. L., He, Q. and Ko, J. M. (1999). "Dynamic Response of Damper-Connected Adjacent Buildings under Earthquake Excitation." *Engineering Structures*. 21(1), 135-148. doi:10.1016/S0141-0296(97)00154-5
- 27- Xu, Y. L., Sun, D. K., Ko, J. M. and Lin, J. H. (1998). "Buffeting Analysis of Long Span Bridges: A New Algorithm." *Computers and Structures*. 68(4), 303- 313. doi:10.1016/S0045-7949(98)00072-8